

Estudo da Vulnerabilidade e Soluções de Reforço de Edifícios em Alvenaria: Centro Histórico de Coimbra

*H. Varum**,¹
*H. Rodrigues**,²
*R. Melo**
*R. Vicente**,³

Resumo

O presente trabalho propõe contribuir para a promoção de métodos simplificados de avaliação da segurança das construções antigas, nomeadamente face a acções sísmicas contribuindo com informação referente à caracterização mecânica e física das alvenarias antigas e do seu comportamento face às diversas solicitações: peso próprio, sobrecargas regulamentares e acções sísmicas. Para a análise estrutural foram utilizadas ferramentas numéricas de elementos finitos, com a elaboração de um modelo numérico tridimensional, caracterizando com o máximo rigor, o comportamento estrutural dos edifícios antigos.

É estudado o comportamento de um aglomerado de 4 edifícios da Baixa de Coimbra. É aferido o comportamento dinâmico deste conjunto de edifícios, é avaliada a influência das ligações entre paredes de alvenaria e da deformabilidade dos pavimentos na vulnerabilidade estrutural, para vários níveis de intensidade sísmica.

Neste artigo são apresentados os resultados obtidos, são interpretados os danos estruturais observados, é verificada a estabilidade global, e são propostas algumas soluções de reforço a adoptar na recuperação e reforço estrutural deste tipo de edifícios.

Palavras-chave: Construções históricas; Avaliação; Vulnerabilidade sísmica; Modelação numérica, Reforço.

1 Introdução

A alvenaria resistente é uma solução estrutural que se usou muito no passado, com especial incidência nos centros históricos urbanos. Estas construções, apesar do valor patrimonial, cultural e arquitectónico que representam, apresentam geralmente um mau estado de conservação, impondo a necessidade da sua manutenção e reforço.

Em Portugal, apenas recentemente se começou a consciencializar o público da necessidade de criar bases para salvaguardar o património arquitectónico e urbano. Infelizmente, o desinteresse ou a inoperância das entidades responsáveis e a falta de estratégia política na última metade do séc. XX neste domínio conduziu a uma situação de degradação profunda do edificado urbano de um grande número de centros históricos do país [1].

Agravando este contexto, actualmente assiste-se a práticas de reabilitação e conservação intrusivas e desadequadas, usando materiais e técnicas de construção, estruturais e não-estruturais, essencialmente adequadas na aplicação directa a concepções novas, afastadas do conhecimento e práticas tradicionais, da sua compatibilização e ligação com o existente, descharacterizando a sua imagem e valor patrimonial.

Como exemplo, destaca-se a solução vulgarmente adoptada que passa pela introdução de uma estrutura reticulada de betão armado (em outros casos metálica ou mista) no interior de um edifício antigo, em que somente se preservam as paredes da envolvente exterior, não ponderando a possibilidade da capacidade de adaptação do existente a novos usos e novas solicitações. Este tipo de intervenção, apesar de inevitável em alguns casos, considera-se no limiar mínimo

* Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro Campus Universitário de Santiago, 3810-193 Aveiro.

1 e-mail: hvarum@civil.ua.pt.

2 e-mail: hrodrigues@aveiro-norte.ua.pt.

3 e-mail: romvic@civil.ua.pt.

das acções de conservação e reabilitação do património arquitectónico.

Assim, a formação de técnicos, no domínio das construções históricas, conjugada com a sensibilização e vontade política, para a conservação do património arquitectónico, devem contrariar esta tendência. É necessário que os engenheiros e arquitectos estejam sensibilizados para a possibilidade de utilização dos edifícios antigos associada ao respeito e preservação das suas características e concepção estrutural original. A mudança de utilização dos edifícios é aceitável quando se garanta que a mesma não implica intervenções demasiadamente intrusivas, que possam perturbar tanto a arquitectura como a estrutura original.

2 Vulnerabilidade de Edifícios Antigos

O estudo da vulnerabilidade sísmica das construções é inevitável na reabilitação e manutenção do património construído.

De facto, a acção dos sismos pode provocar danos severos ou colapsos inesperados nas construções existentes, não só devido à própria natureza da acção, mas pela vulnerabilidade dos próprios edifícios, construídos muitas vezes sem critérios de concepção anti-sísmica, particularmente no caso das construções antigas de alvenaria, as quais constituem parte significativa do património existente em centros urbanos de muitas cidades.

A regulamentação europeia actual e em desenvolvimento, como o Eurocódigo 6 e 8 [2, 3], foi pensada para o projecto de estruturas novas, pelo que a sua aplicação na avaliação da segurança de construções existentes tem de ser feita com adaptações em função do tipo de construções.

2.1 Vulnerabilidade sísmica

A vulnerabilidade sísmica está associada intrinsecamente às características de comportamento face a acção sísmica, descrito através de uma lei causa-efeito, em que a causa é a acção sísmica e o efeito é, por exemplo, o dano [4]. A vulnerabilidade sísmica de uma estrutura, grupo de estruturas ou de um aglomerado urbano, define-se como a predisposição intrínseca de sofrer dano mediante a ocorrência de um movimento sísmico que está associado directamente com as suas características estruturais.

A avaliação do risco está relacionada com a causalidade da acção sísmica, da vulnerabilidade sísmica dos edifícios e do seu grau de exposição. A avaliação da vulnerabilidade é particularmente

importante na caracterização do risco sísmico, porque é frequentemente o factor condicionante de entre os três mencionados [5]. Na realidade, o elevado risco sísmico está normalmente associado a uma elevada vulnerabilidade das construções e não de uma casualidade sísmica elevada (Figura 1). O nível e o detalhe da avaliação da vulnerabilidade devem ser estabelecidos de acordo com a natureza e a exposição dos edifícios, requerendo-se, tipicamente, um nível mais elevado em edifícios estratégicos ou de maior importância.

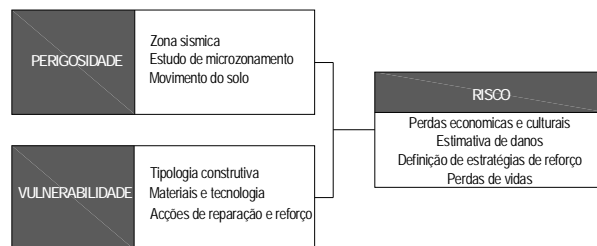


Figura 1 - Risco sísmico.

O problema da avaliação da vulnerabilidade sísmica dos edifícios existentes na perspectiva da redução do seu risco sísmico põe-se não só em relação a determinados edifícios isolados de importância histórica, pelo seu valor para a sociedade, como também, cada vez em maior escala, em relação aos conjuntos de construções em centros urbanos. Nesta perspectiva, tornam-se necessários estudos de vulnerabilidade, tendo em vista, por um lado, definição de planos de emergência e intervenção a por em prática após ocorrência de um sismo e, por outro, para o estabelecimento de prioridades de reforço sísmico.

2.2 Centros urbanos em áreas sísmicas

Grande percentagem do edificado histórico urbano português é constituída por edifícios datados do séc. XVIII ao XX (após o grande terramoto de 1755), construídos sem qualquer preocupação sísmica. Muitas das construções posteriores a este evento, notoriamente nos edifícios construídos muito depois, as boas técnicas e regras de construção (nomeadamente a gaiola pombalina) foram sendo abandonadas ao longo dos tempos. Isto justifica a necessidade de desenvolver estudos de vulnerabilidade sísmica, para a mitigação do risco sísmico.

Sendo Portugal um país de moderado (zona Norte) e alto (zonas Centro e Sul) risco sísmico, a necessidade de tomar medidas de reforço estrutural que minorem eventuais danos, ou evitem mesmo a perda, de imóveis de incalculável valor histórico, o reforço das construções deve ser uma prioridade. Tais

medidas requerem uma avaliação prévia das suas características de comportamento sísmico e o estabelecimento de prioridades de intervenção, com um adequado planeamento técnico e financeiro, através do desenvolvimento de programas de controlo da vulnerabilidade sísmica.

O estudo da vulnerabilidade sísmica permite criar indicadores simples que auxiliem intervenções de reparação e reforço, bem como a mitigação do risco sísmico destas áreas. Por este facto, a avaliação da vulnerabilidade sísmica dos edifícios existentes, entendida como a estimativa das deficiências do desempenho desses edifícios face a uma dada acção sísmica, e o estabelecimento de prioridades de intervenção, tem vindo a adquirir uma importância crescente.

3 Caracterização das Alvenarias Tradicionais e Anomalias Correntes

As paredes de alvenaria constituem um dos elementos estruturais mais importantes das construções antigas. As pedras naturais utilizadas na execução de paredes de alvenaria eram seleccionadas pela sua abundância e tradição de utilização nas proximidades do local da construção e pela facilidade de acesso e extracção, desde que garantissem uma capacidade resistente e uma estética aceitável. Assim, em Portugal, a Sul tem sido utilizado sobretudo o calcário, no Norte e Beiras o granito e, nas Ilhas (Madeira e Açores), o basalto e tufo vulcânico, criando-se, desta forma, uma relação de identidade entre a região e a pedra.

Geralmente, as patologias estruturais e não-estruturais típicas das paredes de alvenaria manifestam-se como uma combinação de diversos factores, sendo por vezes difícil atribuir uma única causa. As principais patologias estão relacionadas com [6]:

- i) fraca resistência a esforços de tracção (argamassas quase incoerentes) e, consequentemente e fraca resistência a esforços de flexão;
- ii) limitada resistência à compressão, especialmente em paredes compostas, dependente do grau de confinamento transversal dos paramentos, da existência de material incoerente no núcleo e do volume e distribuição de vazios. Em paredes compostas há a tendência para o núcleo, de fracas características mecânicas, compactar, com consequente distribuição de tensões não uniformes e consequentemente deformar ou expulsar dos paramentos externos. À existência de "cavidades" na alvenaria está associado um comportamento muito hetero-

géneo como, por exemplo, o provocado pela irregular distribuição de tensões nas paredes. Os vazios, aleatoriamente distribuídos, contribuem para que a caracterização mecânica destas paredes, já de si complexa e dependente de muitos outros parâmetros, seja ainda mais dificultada;

- iii) fraca resistência ao corte, condicionada quer pela débil resistência da argamassa a tensões de corte, quer pela fraca resistência a mecanismos de tracção diagonal que se formam, no funcionamento global da parede, quando submetida a cargas horizontais no plano. As patologias do comportamento estrutural relacionam-se com fenómenos de instabilidade, local ou global.

Os danos em corte, que estão na génese dos danos de origem sísmica, podem estar relacionados com:

- i) fraca ligação transversal entre as paredes, o que facilita o desenvolvimento de mecanismos de rotura por instabilização local, com a desagregação dos paramentos quer por acção de cargas verticais, especialmente se forem elevadas, quer por acção de cargas horizontais, resultantes da acção sísmica ou de impulsos de arcos e abóbadas;
- ii) deficiente ligação entre elementos resistentes (nomeadamente entre paredes ortogonais), que inviabilizam, especialmente para a acção sísmica, um efectivo funcionamento da construção com comportamento tri-dimensional, tornando possível o derrube de uma fachada exterior, por rotação, após separação das paredes transversais, e a deficiente ligação entre os pavimentos e coberturas, (geralmente de madeira) e as paredes resistentes que os suportam;
- iii) fraca ductilidade e capacidade de dissipação da energia, especialmente para a acção sísmica, que se reflecte em mecanismos de rotura frágil.

Por outro lado, as patologias podem também estar, associadas à qualidade dos materiais constituintes, nomeadamente as argamassas, ou os materiais usados como ligante, que, em geral, são pobres e evidenciam devido à:

- i) muito fraca resistência a esforços de tracção;
- ii) fraca resistência à compressão;
- iii) fraca resistência ao corte (excessiva presença de vazios e material quase incoerente).

As ligações entre paredes de alvenaria, em cunhais, são pontos frágeis desta tipologia construtiva (ver exemplos na figura 2), pois sob acções sísmicas horizontais

pode ocorrer um desligamento destes elementos, alterando de forma significativa a rigidez global da estrutura e consequentemente o seu comportamento.

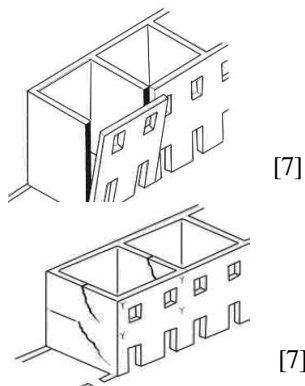


Figura 2 - Fissuração junto aos cunhais.

Outra das fragilidades desta tipologia construtiva está associada à existência de paredes com grande desenvolvimento e elevada esbelteza, sem elementos intermédios de contraventamento, definidos normalmente pelos pisos intermédios, de forma a evitar o colapso destes elementos.

De igual forma, o prolongamento e elevação das construções existentes, que contava apenas com a capacidade coesiva do peso próprio nas suas ligações estruturais, é também um sinal de debilidade estrutural muito importante e especialmente preocupante em zonas sísmicas. Quando, quer por erros de concepção, quer por razões imprevistas (por exemplo assentamentos diferenciais ou abalos sísmicos), se instalavam tracções não previstas nas estruturas de alvenaria, dava-se início a mecanismos de deterioração mecânica que, nalguns casos, conduziam à fissuração e aceleravam o processo de degradação e de colapso destas construções. Alguns destes problemas e as suas consequências manifestam-se hoje, com maior evidência, em construções altas e/ou pesadas, porque estão sujeitas a elevadas cargas permanentes de compressão (ver figura 3-a).

As aberturas de vãos correspondem, em regra, a pontos fracos das paredes de contorno, e principalmente os cantos, são zonas de elevadas concentrações de tensões, responsáveis pelo início da fissuração por esmagamento (Figura 3-b), que pode

também estar associada a fenómenos de natureza estrutural, como a falta de resistência adequada dos lintéis superiores ou dos arcos de descarga.

A fragilização das paredes na zona de entrega dos vigamentos de madeira sobre a parede também é muito comum. Para evitar esta situação, a degradação das cargas concentradas é garantida através de elementos de reforço, correspondentes a pedras com boa resistência e com as faces superiores aparelhadas, colocadas sob os pontos de aplicação de cargas pontuais, transmitidas por vigas de pavimento ou asnas de cobertura (Figura 3-c).



a) Pisos acrescentados.



b) Esmagamento localizado.



c) Concentração de tensões.

Figura 3 - Causas de fissuração nas alvenarias

A desagregação é uma anomalia muito comum nas paredes resistentes dos edifícios antigos, resultando da acção dos agentes climáticos, do agravamento da fissuração existente e do envelhecimento natural, quando não foram efectuadas as necessárias operações de manutenção e reparação (Figura 4).

A água é o principal agente causador de desagregações das paredes dos edifícios antigos, dado que as humidades infiltradas procuram e encontram os seus pontos mais fracos (fendas e vazios), criando para tal uma rede de percursos preferenciais no interior dos

elementos, normalmente através das juntas de argamassa entre pedras. Estudos realizados com pedra calcária demonstraram que quando submetida à compressão, à tracção e ao corte, a pedra apresenta uma redução da capacidade resistente de cerca de 50% quando saturada, comparativamente com os resultados obtidos para o estado seco. Por outro lado, a água que sobe por capilaridade até cerca de $1/3$ da altura do piso térreo, vai dissolvendo ao longo do seu trajecto os sais solúveis, provenientes do solo ou das argamassas e demais elementos que constituem a alvenaria, alterando a estrutura da parede que vai ficando cada vez mais rica em sais dissolvidos, até que as condições de humidade e temperatura ambientes provoquem a sua evaporação, com a deposição daqueles sais à superfície da parede, originando as eflorescências, ou entre o reboco e o toco da parede, provocando as criptoflorescências.

As acções meteóricas, associadas ou não aos efeitos mais nefastos da poluição, são responsáveis pelo desgaste superficial das paredes, mas não representam grandes problemas quando estas são conservadas periodicamente, com reparações locais de rebocos degradados, substituição de elementos deteriorados de pedra, etc.

Uma patologia frequente em alvenarias antigas está relacionada com o deficiente comportamento das suas fundações, principalmente associado à ocorrência de assentamentos diferenciais (Figura 5), que devido à fraca resistência à tracção e ao corte das paredes originam fissuração que pode atingir toda a largura da parede, apresentando inclinações características, ou passando em pontos singulares da estrutura, como aberturas e ligação entre paredes (cunhais).

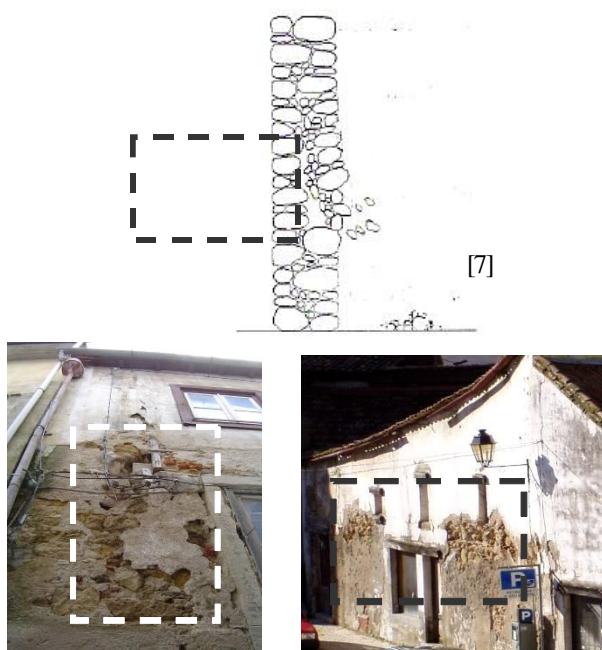


Figura 4 - Desagregação da alvenaria.

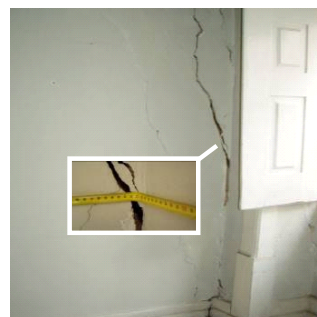
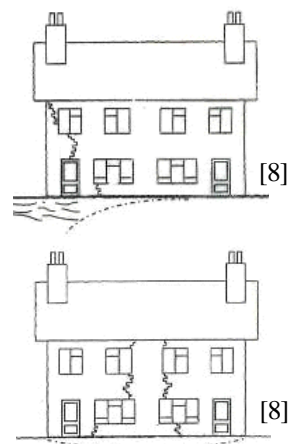


Figura 5 - Assentamentos diferenciais.

4 Caso de Estudo

O agregado de edifícios em estudo encontra-se inserido na malha urbana da Baixa da cidade de Coimbra. Esta zona da cidade encontra-se actualmente abrangida por um estudo de renovação e reabilitação desenvolvido pela Câmara Municipal e pela Universidade de Coimbra. Para compreender e interpretar o comportamento dinâmico dos edifícios antigos, foi modelado o agregado de quatro edifícios com recurso a uma ferramenta de elementos finitos. Os resultados destes modelos auxiliarão na identificação de zonas frágeis dos edifícios e na avaliação da vulnerabilidade do con-

junto. Com esta análise numérica pretende-se estimar as frequências próprias e os correspondentes modos de vibração, e obter resultados em termos de campos de deslocamentos e tensões, para cada caso de carga e combinação de acções, que permitam compreender e interpretar o comportamento da estrutura em análise.

4.1. Descrição dos edifícios

Os edifícios pertencem à área mais antiga do centro histórico, as suas paredes de fachada com "janelas de avental", as escadas de "tiro" e a sua forma estreita evidenciam que são edifícios construídos entre o séc. XVI e XVIII (Figura 6).

O caso em estudo trata de uma construção em banda, composta por quatro edifícios de habitação, implantada em terreno sensivelmente plano e horizontal (Figura 7). Cada um desses edifícios tem uma planta aproximadamente rectangular, à excepção do localizado na extremidade do conjunto, que possui uma forma trapezoidal.

Quanto ao desenvolvimento em altura, dois dos edifícios são constituídos por r/c e dois pisos elevados, para habitação e os outros dois, são compostos por r/c (destinados a comércio), e três pisos elevados de habitação.



Planta comum do rés-do-chão.



Figura 6 - Fachadas e implantação dos 4 edifícios estudados (Zona Z2-C, Rua do Moreno).

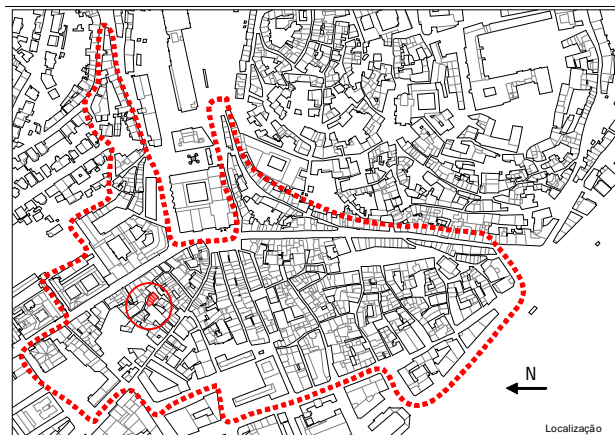


Figura 7 - Baixa de Coimbra e localização do agregado de edifícios.

4.2 Estrutura e materiais

Os edifícios são constituídos estruturalmente por elementos verticais em alvenaria de pedra, pavimentos horizontais em soalho apoiados em barrotes de madeira e a cobertura. Os edifícios não constituem unidades independentes entre si, dado que partilham as paredes de empena com edifícios adjacentes, que se designam vulgarmente por paredes "meeiras" ou mestras. Desta forma, os edifícios não



Alçado principal dos 4 edifícios.

tem um funcionamento estrutural independente, mas interagem entre si, principalmente para acções horizontais e, assim, o comportamento estrutural deve ser estudado ao nível do aglomerado e não para cada edifício isolado.

As paredes exteriores são em alvenaria de pedra irregular com acabamento a reboco pintado, de espessura variável, tanto no piso, como no desenvolvimento destas em altura. Estas paredes são constituídas à base de pedras de pequena e média dimensão, ligadas por argamassas pobres de cal e barro. As paredes divisórias interiores dos pisos elevados são em tabique. As paredes de alvenaria têm globalmente um bom comportamento em compressão, induzido geralmente pelas acções gravíticas, e não para esforços de flexão ou tracção. A deficiente resistência a esforços de tracção deve-se, por um lado às próprias características dos materiais que as compõem, a pedra natural, e quando existe, a argamassa, e sobretudo pela ligação entre os elementos constituintes. Para a definição das propriedades mecânicas da alvenaria foi feita uma pesquisa bibliográfica a estudos sobre construções com materiais similares aos existentes na Baixa de Coimbra. Na Tabela 1 resumem-se as propriedades consideradas para a alvenaria de pedra que constitui as paredes resistentes, bem como para os elementos de pedra por baixo de alguns vãos de envidraçados.

Os pavimentos dos pisos elevados são constituídos por revestimento em soalho de madeira corrido na direcção transversal da construção, pregado em vigamento de madeira regularmente espaçado (Figura 8). O vigamento de madeira, com baixo peso volúmico e de secção aproximada $0.20 \times 0.20 \text{ m}^2$ é disposto perpendicularmente às paredes-mestras, apoiando nestas e/ou nas fachadas. Os pavimentos contribuem para o aumento da rigidez global dos edifícios, principalmente na direcção do vigamento, contribuindo para a resistência às acções horizontais nessa direcção. Os pavimentos existentes possuem uma fraca resistência à distorção no seu plano. As

propriedades mecânicas adoptadas para os elementos de madeira estão resumidas na Tabela 1.

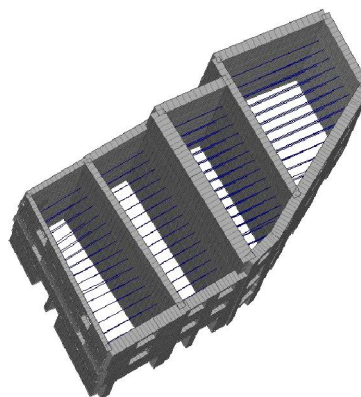


Figura 8 - Distribuição dos barrote dos pavimentos em madeira.

As coberturas são geralmente de duas vertentes. O revestimento é constituído por telhas de canudo apoiadas em ripas de madeira, que por sua vez se apoiam em varas inclinadas, que transmitem os esforços para uma viga cumeeira da cobertura e no perímetro para as paredes exteriores resistentes de alvenaria (fachadas e empenas).

4.3 Modelo estrutural

Na simulação do comportamento estrutural de construções antigas, os modelos desenvolvidos apresentam dificuldades específicas, nomeadamente no que diz respeito à definição do sistema estrutural, à quantificação das acções, mas principalmente em relação às propriedades e leis de comportamento dos materiais constituintes.

A definição de uma malha de elementos finitos capaz de respeitar e individualizar diversas zonas com comportamento distinto é uma árdua tarefa que requer potentes geradores automáticos de malhas tridimensionais. Adicionalmente, a caracterização física e mecânica dos materiais constitui outra etapa com signifi-

Tabela 1 - Características mecânicas dos materiais.

Alvenaria de pedra calcária	Módulo de elasticidade Coeficiente de Poisson Peso volúmico	$E = 0.32 \text{ GPa}$ $n = 0.2$ $g = 19.6 \text{ kN/m}^3$
Blocos de pedra calcária	Módulo de elasticidade Coeficiente de Poisson Peso volúmico	$E = 10.0 \text{ GPa}$ $n = 0.2$ $g = 20.0 \text{ kN/m}^3$
Pavimentos e cobertura em madeira	Módulo de elasticidade Coeficiente de Poisson Peso volúmico	$E = 9.0 \text{ GPa}$ $n = 0.2$ $g = 6.38 \text{ kN/m}^3$

cativas dificuldades e incertezas que deve ser encarada em função do tipo de análise desejada. Para se obter resultados globais sob hipótese de comportamento linear elástico (frequências, modos de vibração), a adoção de características mecânicas homogêneas, em toda ou em partes da estrutura, pode constituir uma estratégia adequada. O sucesso de tal opção dependerá fortemente das estimativas feitas para tais características mecânicas que devem ser sustentadas por experiência existente e/ou testes experimentais na própria estrutura. Se porém, o objectivo é centrado na obtenção de resultados mais detalhados a um nível mais local (tensões, abertura de fendas, etc.), então, não só se requer uma modelação mais fina como também os materiais devem ser caracterizados atendendo ao seu real comportamento não-linear.

Neste estudo adoptou-se para a análise com base no método de elementos finitos e um modelo de comportamento elástico-linear e isotrópico. Embora seja reconhecido que o comportamento real deste tipo de estruturas é não-linear, o desconhecimento das características de comportamento dos materiais, a indisponibilidade de resultados experimentais, e a complexidade intrínseca de formulações anisotrópicas e inelásticas, por um lado, e uma vez que se pretende obter estimativas do estado de tensão instalado nos diferentes elementos estruturais destas construções, fica assim justificada a adopção destes modelos simplificados. Os modelos elástico-lineares podem fornecer resultados preliminares na avaliação das estruturas tradicionais, particularmente no que diz respeito às zonas críticas, auxiliar na interpretação das causas de danos estruturais, etc.

O modelo para simulação do comportamento da estrutura dos edifícios foi desenvolvido no programa de cálculo automático de estruturas, ROBOT [9]. A geometria do modelo estrutural dos edifícios foi definida a partir de desenhos em formato digital (facultados em ficheiros de CAD) e fotografias, complementada, com visitas técnicas aos edifícios. O modelo tridimensional global da estrutura (Figura 9) é composto por uma malha de 11337 elementos de casca rectangulares de quatro nós para as paredes e 153 elementos de barra de dois nós para os barrotes do pavimento, perfazendo um total de 11830 nós e um sistema de equações de equilíbrio com 19338 graus de liberdade.

As alvenarias de pedra foram modeladas, como já foi referido, com elementos de casca, e todas as aberturas das fachadas foram consideradas no modelo. Os pavimentos flexíveis de madeira foram modelados através de elementos de barra de dois nós, rotulados nas ligações às paredes, que restringem apenas os deslocamentos relativos das paredes paralelas entre si para fora do seu plano. As paredes de

tabique dos pisos superiores não foram representadas no modelo estrutural dada a sua reduzida rigidez e resistência, embora tenha sido considerado o seu peso. As fundações ao nível do piso térreo foram assumidas como rígidas. A estrutura da cobertura não foi incluída neste modelo estrutural, dada a sua reduzida rigidez, tendo sido considerado apenas o seu peso próprio, aplicado como carga distribuída no topo das paredes do edifício.

Foram consideradas como condições-fronteira as que melhor representam o real comportamento da estrutura. Assim, e porque o solo de fundação aparenta ser de boa qualidade, foram adoptados apoios impedindo os deslocamentos nas três direcções, conforme representado na Figura 10.

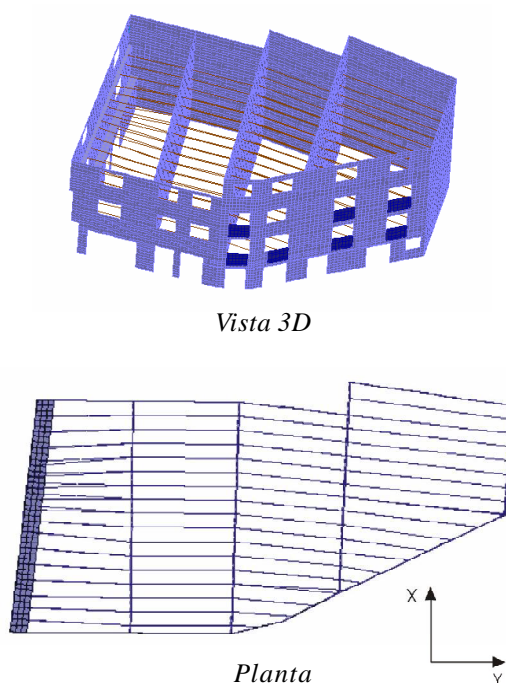


Figura 9 - Modelo global da estrutura.

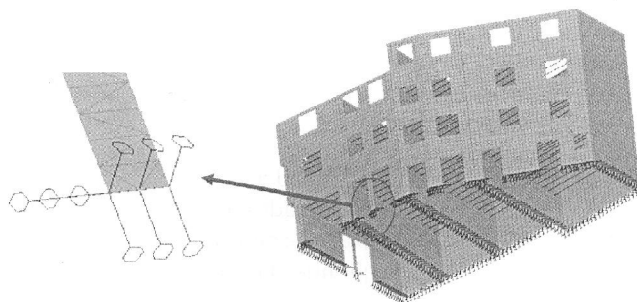


Figura 10 - Apoios na base das paredes.

O procedimento de análise adoptado consistiu no cálculo global, no qual a estrutural global foi ana-

lisada em regime de comportamento linear elástico, sob a acção do seu peso próprio, das sobrecargas estimadas e da acção sísmica nas duas direcções ortogonais independentes, X e Y.

4.4 Definição das acções e sua combinação

Nas análises foram consideradas acções permanentes, sobrecargas e a acção sísmica de forma a interpretar o comportamento da estrutura existente e verificar a sua segurança (Tabela 2).

4.4.1 Acções permanentes

i) *Peso próprio das paredes*

As cargas permanentes (peso próprio dos elementos estruturais, revestimentos, divisórias, etc.) devem ser estimadas a partir do levantamento da geometria e da constituição dos elementos da construção. Observou-se então, uma alvenaria constituída essencialmente por calcário, assente com argamassa de barro, com juntas desalinhadas e o assentamento das pedras irregular. A ausência de deformações das mesmas indica um bom imbricamento entre os panos das paredes. Em muitas estruturas deste tipo, ou pelo menos em alguns elementos construtivos, algumas das patologias encontradas podem ser justificadas com o elevado nível de tensões instaladas para a acção permanente correspondente ao seu próprio peso.

Foi considerado para as paredes estruturais um peso volúmico de $19,6 \text{ kN/m}^3$. A alvenaria sob as janelas é de menor espessura, para facilitar a aproximação ao exterior, e é constituída por um bloco maciço de pedra com um peso volúmico adoptado de $20,0 \text{ kN/m}^3$. As paredes interiores divisórias são consideradas como cargas permanentes, assumindo-se o valor de $0,45 \text{ kN/m}^2$.

ii) *Peso próprio dos pavimentos*

À excepção do piso térreo, os elementos estruturais horizontais originais são realizados por pavimentos em madeira constituídos por barrotes dispostos, em geral, paralelamente às fachadas. As dimensões médias observadas são de $0,20 \times 0,20 \text{ m}^2$. O peso próprio dos elementos de madeira é de $6,38 \text{ kN/m}^3$. Considerou-se uma carga uniformemente distri-

buída correspondente ao peso próprio do pavimento, incluindo o seu revestimento de $0,95 \text{ kN/m}^2$.

iii) *Peso próprio da cobertura*

As coberturas são constituídas por telhas de canudo apoiadas em estrutura formada por varas e ripas, que por sua vez descarregam na viga cumeeira e nas paredes exteriores. O peso adoptado para este tipo de coberturas é, de acordo com as Tabelas Técnicas [10], de $1,8 \text{ kN/m}^2$.

4.4.2 Sobrecarga

Considerou-se uma sobrecarga uniformemente distribuída de $2,0 \text{ kN/m}^2$ em todos os pavimentos, uma vez a utilização destes edifícios é habitação. Para as coberturas, a sobrecarga adoptada é de $0,3 \text{ kN/m}^2$, de acordo com o R.S.A. para coberturas correntes.

A carga permanente e sobrecarga estimadas para a cobertura são aplicadas no topo das paredes frontais e posteriores dos andares superiores do edifício. Os pavimentos descarregam sobre os barrotes as cargas correspondentes ao seu peso próprio, dos revestimentos e a sobrecarga. Estes descarregam directamente sobre as paredes. A distribuição de cargas que actua na estrutura correspondentes às acções permanentes, excluindo o peso próprio dos elementos estruturais, e sobrecarga é ilustrada na Figura 11.

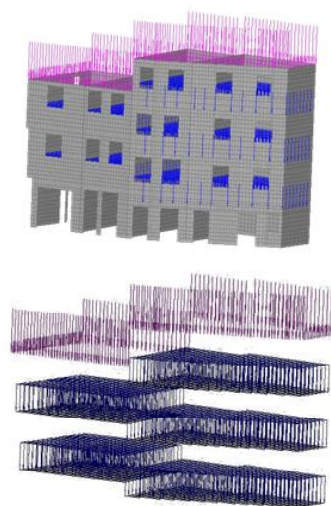


Figura 11 - Distribuição das cargas verticais estimadas (permanentes e sobrecarga).

Tabela 2 - Acções consideradas.

Acções permanentes (G)	Peso próprio de paredes de alvenaria Peso próprio de pavimentos e cobertura (estrutura em madeira e revestimento da cobertura em telha cerâmica)
Acções variáveis	Sobrecarga regulamentar (Q) Acção sísmica (E)

4.4.3 Acção sísmica

Como já referido anteriormente adoptou-se um modelo de comportamento elástico linear e uma análise sísmica por espectros de resposta. Na verificação da segurança estrutural considerou-se (R.S.A.): *i*) a acção sísmica correspondente ao espectro de resposta regulamentar para o sismo tipo I (que representa um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal, com uma duração média de 10 segundos); *ii*) um terreno tipo II dadas as características do solo de fundação (considerado solo coerente muito duro, duro e de consistência média ou solo incoerente compacto); *iii*) zona sísmica C, de acordo com a localização dos edifícios (factor de sismicidade $\alpha = 0,5$). Por se tratar de uma estrutura de alvenaria, admitiu-se um coeficiente de amortecimento para a estrutura $\zeta = 2\%$.

Para o estudo da vulnerabilidade sísmica dos edifícios adoptou-se a acção sísmica regulamentar, multiplicando-a por um factor α , que varia entre 0.05 e 0.30. Nas análises sísmicas, e para cada intensidade, considerou-se a acção sísmica actuando segundo duas direcções horizontais independentes (X e Y), que correspondem às direcções de desenvolvimento dos elementos resistentes verticais dos edifícios.

4.4.4 Combinações de acções

Na definição das combinações de acções consideradas para o presente estudo pretendeu-se, por um lado, a verificação da segurança para as condições regulamentares (incluindo o estado limite último de resistência e o "sismo regulamentar", de acordo com o R.S.A. [11]) e, por outro, a análise da vulnerabilidade sísmica dos edifícios nas duas direcções independentes (e em ambos os sentidos). As combinações de acções consideradas resumem-se na Tabela 3.

5 Análise e interpretação dos resultados

A modelação do comportamento e avaliação da segurança dos edifícios tradicionais, e em particular face a acções sísmicas, passa pela definição

de um modelo estrutural (conhecidas que sejam a geometria da estrutura, as ligações entre elementos e ao exterior, que dependem das características das fundações), pela avaliação das características mecânicas e capacidade resistente dos materiais constituintes (paredes de alvenaria e madeira em pavimentos e cobertura), etc.

O modelo definido foi calibrado com frequências próprias medidas in situ. Com o modelo calibrado foi realizada a verificação da segurança dos edifícios, às acções verticais e ao sismo, e o estudo da sua vulnerabilidade sísmica.

Para as análises sísmicas foi adoptada uma análise linear estática equivalente e a acção sísmica foi avaliada através de espectros de resposta regulamentares em acelerações (R.S.A.).

5.1 Frequências próprias e modos de vibração

Com o modelo desenvolvido foram determinadas as frequências próprias e os correspondentes modos de vibração, para o conjunto de edifícios em análise. Foram feitas duas análises, considerando e não considerando os barroteiros que simulam os pavimentos de madeira. Esta análise comparativa permite avaliar a importância da rigidez dos pavimentos, e consequente travamento das paredes, na resposta dinâmica global da estrutura. Na Tabela 4 e na Figura 12 apresentam-se as frequências próprias e os modos de vibração mais representativos para a estrutura, com e sem a introdução dos barroteiros.

Da análise da configuração dos modos de vibração avaliados, pode-se concluir que:

- A presença dos barroteiros na estrutura aumenta consideravelmente a rigidez global, e consequentemente as frequências próprias de vibração.
- Os primeiros dois modos de vibração são modos de translação global do edifício, segundo cada uma das direcções horizontais principais de desenvolvimento da estrutura, mobilizando o corte das paredes que se desenvolvem na direcção do modo em causa, e a flexão para fora do plano das paredes perpendiculares.
- Os modos superiores são uma combinação de flexão e corte das paredes com a torção global do edifício.
- Uma vez que a ligação dos barroteiros às paredes não

Tabela 3 - Combinações de acções consideradas.

Estado Limite Último de Resistência	Comb. 1	$1.35 \cdot G_k$
	Comb. 2	$1.35 \cdot G_k + 1.50 \cdot Q_k$
Acção Sísmica Regulamentar ($\psi_2 = 0,2$; $\beta = 0,23$)	Comb. 3	$1.00 \cdot G_k + 1.00 \cdot \psi_2 \cdot Q_k + 1.50 \cdot \beta \cdot E_x$
	Comb. 4	$1.00 \cdot G_k + 1.00 \cdot \psi_2 \cdot Q_k + 1.50 \cdot \beta \cdot E_y$
Combinação de Acções Quase Permanentes ($\psi_2 = 0,2$)	Comb. 5	$1.00 \cdot G_k + 1.00 \cdot \psi_2 \cdot Q_k$
Combinações de Acções Quase Permanentes + Sismo	Comb. 6 a 15	$1.00 \cdot G_k + 1.00 \cdot \psi_2 \cdot Q_k \pm 1.50 \cdot \alpha \cdot E_x$
($\psi_2 = 0,2$; $\alpha = 0,05$; $0,10$; $0,15$; $0,20$; $0,30$)	Comb. 16 a 25	$1.00 \cdot G_k + 1.00 \cdot \psi_2 \cdot Q_k \pm 1.50 \cdot \alpha \cdot E_y$

permite a transmissão de forças de tracção, o seu efeito na estrutura produzirá frequências próprias e modos de vibração intermédios entre as duas situações estudadas. Assim, com esta análise comparativa estimam-se valores extremos, máximo e mínimo, das frequências próprias reais dos edifícios.

5.2 Interpretação dos resultados da análise estrutural

5.2.1 Justificação dos danos observados e verificação de segurança para as cargas verticais

Para a interpretação das causas de dano (Combinação 5) e para a verificação da segurança face às cargas verticais (Combinação 2) foram consideradas as cargas actuantes no edifício, correspondentes ao seu peso próprio e às sobrecargas, como definidas no ponto 4.4.

Foram consideradas como tensões máximas admissíveis nas paredes: tracções máximas $s_1 = 0,050$

MPa; e, compressões máximas $s_2 = 0,75$ MPa, de acordo com valores de referência estabelecidos na bibliografia da especialidade [12, 13].

Na Figura 13 apresenta-se, em paralelo, os danos observados numa parede de fachada dos edifícios em estudo, e as tensões máximas de tracção para a combinação quase permanente de acções. A observação das regiões na parede onde as tensões de tracção ultrapassam os limites de resistência em tracção, pode-se concluir que as cargas verticais justificam totalmente os danos observados.

Para a verificação da segurança face às acções verticais, foi considerada a combinação de estado limite último de resistência (Combinação 2). Na Figura 14, representa-se as tensões máximas de tracção para esta combinação, e a respectiva deformada. Como se pode observar, existem várias zonas onde se prevêem danos estruturais para esta combinação, especialmente na zona das padieiras, intercepção de paredes, topo das

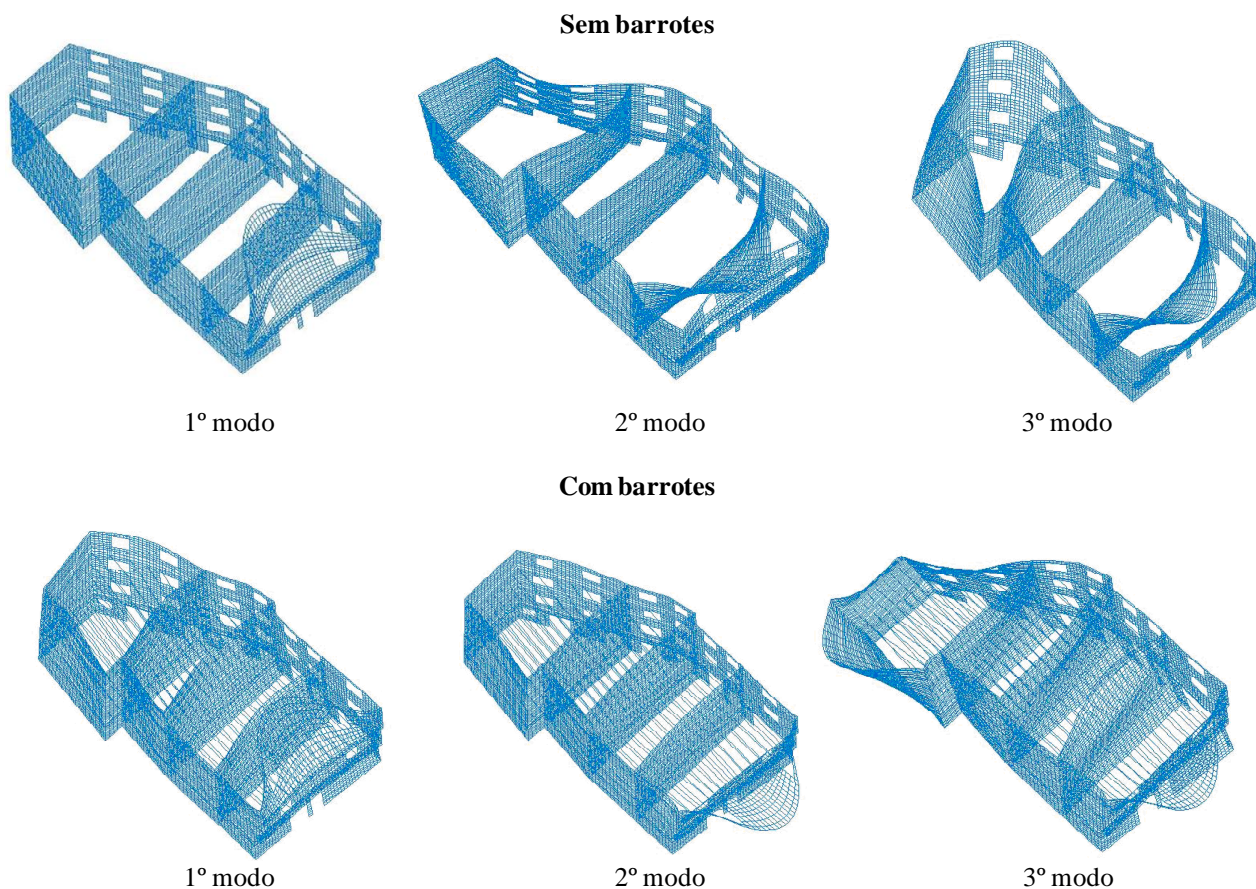


Figura 12 - Modos de vibração.

Tabela 4 - Frequências próprias

Frequências (Hz)	1ª Freq	2ª Freq	3ª Freq	4ª Freq	5ª Freq	6ª Freq	7ª Freq	8ª Freq
Modelo sem Barrotes	1,77	2,15	2,29	2,48	3,05	3,40	3,72	4,15
Modelo com Barrotes	2,46	2,79	3,28	4,10	4,51	4,72	4,89	5,17

paredes e zonas onde se verificam desalinhamentos das aberturas. Relativamente às tensões de compressão nas paredes, não se verificaram pontos na estrutura onde estas ultrapassassem o valor limite de compressão considerado para as paredes de alvenaria.

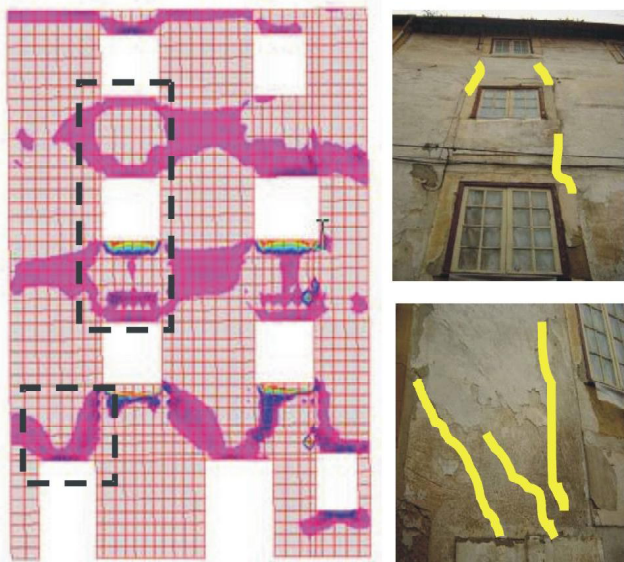


Figura 13 - Tensões de tracção devido às acções verticais quase permanentes (Combinação 5) e comparação com os danos observados.

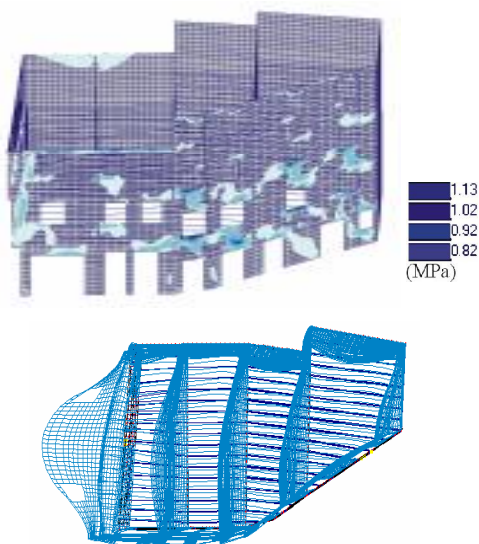


Figura 14 - Tensões de tracção superior a 0.050 MPa e deformada para a Combinação 2.

5.2.2 Verificação de segurança para a acção sísmica regulamentar

De acordo com a frequência própria calculada para o 1º modo (2,46 Hz) da estrutura com a inclusão dos barrote, apresentada na secção 5.1, e para o

procedimento de cálculo da acção sísmica patente no R.S.A. (ver secção 4.4.3), foi obtido o valor da aceleração sísmica regulamentar de projecto de $S_a = 232 \text{ cm/s}^2$.

Para as combinações de acção sísmica regulamentar (Combinações 3 e 4), apresentam-se nas Figuras 15 e 16 a distribuição de tensões de tracção e de compressão máximas, bem como a deformada.

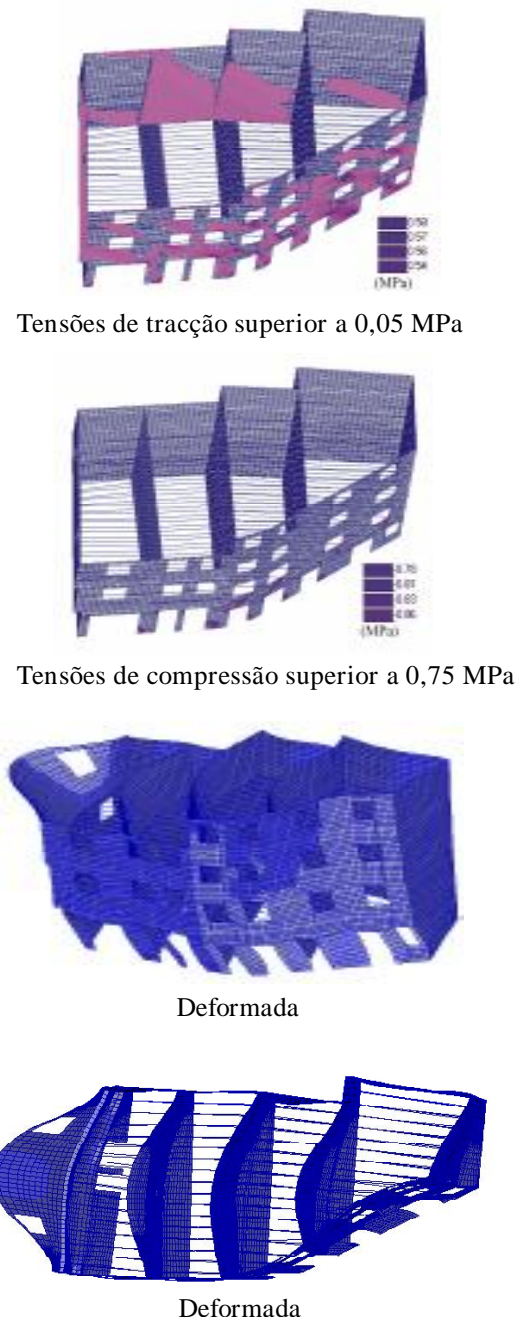
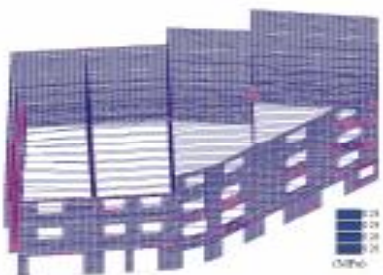


Figura 15 - Resultados para a Combinação 3.

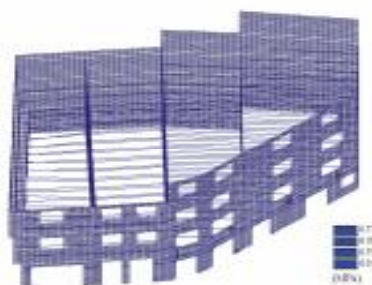
Para as combinações de acções regulamentares, verifica-se que o desenvolvimento de tensões de tracção na fachada é muito superior quando o sismo

actua segundo a direcção X (Combinação 3), comparativamente com os resultados para o sismo na direcção Y (Combinação 4). A distribuição dos vãos de portas e janelas na fachada paralela à direcção X, justifica o elevado nível de tensões de tracção para o sismo nessa direcção.

Em relação às tensões de compressão, em ambas as combinações de acções (3 e 4), verifica-se geralmente que a capacidade resistente em compressão das alvenarias é superior às tensões instaladas pelas solicitações regulamentares. O valor da tensão resistente em compressão adoptada (0,75 MPa) é excedido em regiões limitadas junto aos cantos de alguns vãos de portas e janelas.



Tensões de tracção superior a 0,05 MPa



Tensões de compressão superior a 0,75 MPa



Deformada



Deformada

Figura 16 - Resultados para a Combinação 4.

5.2.3 Vulnerabilidade sísmica

Para o estudo da vulnerabilidade sísmica dos edifícios em estudo, foram aplicadas acções sísmicas equivalentes, com intensidade crescente, variando de 5% a 30% da massa da estrutura, nas duas direcções, X e Y (combinações de acções 6 a 25, Tabela 3). Os danos produzidos pela acção sísmica coincidirão com as zonas onde se produzem tensões de tracção superiores ao limite de resistência em tracção. Nas Figuras 17 e 18 representa-se a evolução dos danos estruturais em função da intensidade sísmica, para a direcção X e Y, respectivamente.

Na Figura 19 representa-se a evolução da deformação máxima (drift - razão entre o deslocamento horizontal relativo entre dois pontos da parede e a diferença de alturas destes) das paredes, no seu plano e fora do plano, em função da intensidade sísmica e para cada direcção em estudo. Na Figura 20 representam-se as deformadas dos edifícios para cada direcção e sentido da acção sísmica.

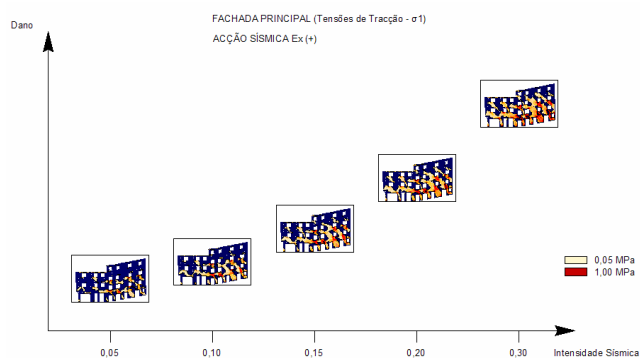


Figura 17 - Distribuição das tensões de tracção para sismos de intensidade crescente na direcção X (E_x).

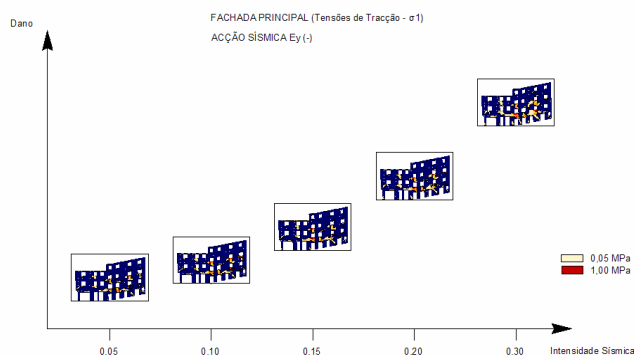


Figura 18 - Distribuição das tensões de tracção para sismos de intensidade crescente na direcção Y (E_y).

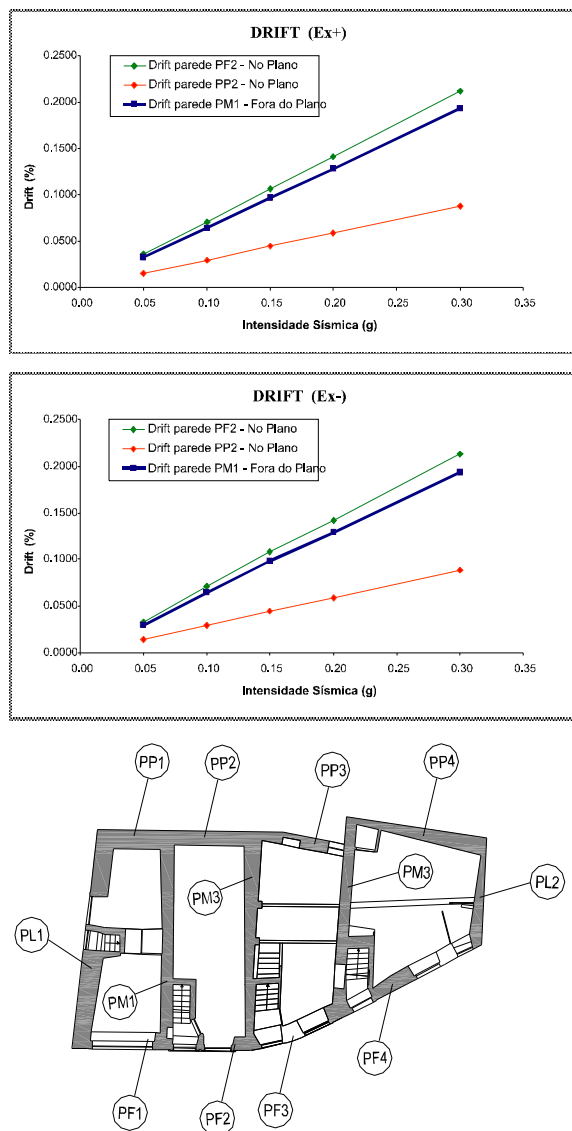


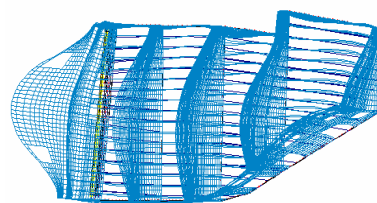
Figura 19 - Drift máxima em função da intensidade sísmica para as paredes dos edifícios.

Nas Figuras 17 e 18 evidencia-se o agravamento dos danos na estrutura com o aumento da intensidade sísmica. A acção sísmica mais gravosa para a estrutura actua na direcção X, pois é nesta direcção que se encontram a maioria das aberturas para vãos de portas e janelas, fragilizando a rigidez e resistência dos edifícios. As zonas mais afectadas referem-se à ligação dos blocos de pedra sob as aberturas com a parede de alvenaria corrente. Outros pontos vulneráveis referem-se aos cantos de vãos de portas e janelas e a base das paredes, como seria de esperar. Na direcção Y, as zonas onde se verifica a maior concentração de tensões, e consequente dano, referem-se aos peitoris das janelas e padieiras das portas.

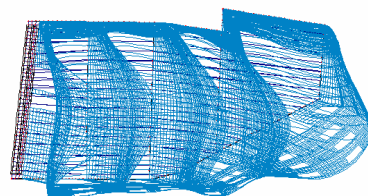
A falta de ligação das paredes do último piso dos edifícios à cobertura tornam-nas muito deformáveis, particularmente fora do seu plano, po-

dendo gerar instabilidade e o seu eventual colapso, pelo que se recomenda o reforço da sua ligação à estrutura da cobertura.

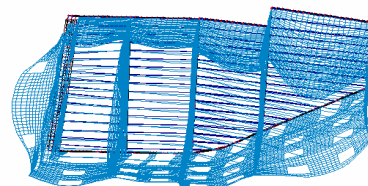
Salienta-se que, para a verificação da segurança sísmica em termos de deformações é importante obter valores de referência para o drift limite no plano e fora do plano. Estes valores podem ser obtidos com base em resultados de ensaios experimentais. No ponto seguinte apresentam-se possíveis soluções de melhoramento do comportamento estrutural, com vista ao reforço de elementos estruturais, e diminuição das deformações globais da estrutura.



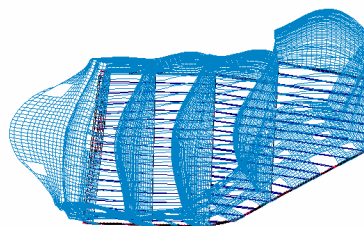
Deformada para o sismo $E_x (+)$.



Deformada para o sismo $E_x (-)$.



Deformada para o sismo $E_y (+)$.



Deformada para o sismo $E_y (-)$.

Figura 20 - Deformadas para a acção sísmica nas direcções consideradas.

6 Técnicas de intervenção estrutural

Equacionada estritamente do ponto de vista estrutural a intervenção de reabilitação ou reforço é

muitas vezes vantajosa se considerarmos a relação entre o custo da intervenção e o prolongamento da vida útil da construção. Muitas vezes razões sociais, arquitectónicas e até ecológicas, apontam também no sentido da adequação de intervenções deste tipo, por oposição à demolição e reconstrução.

Melhorar o comportamento global da estrutura passa por melhorar o comportamento isolado das paredes estruturais, assim como a sua interacção, com elementos que com elas interactivam, como, pavimentos e coberturas, geralmente constituídos por estrutura de madeira.

As soluções a adoptar em estruturas que evidenciem insuficiência sísmo-resistente não passam, necessariamente, por acções de reforço. Assim, além das intervenções para melhorar o estado e/ou as características dos materiais e a prestação mecânica das paredes é necessário tomar medidas complementares, para corrigir eventuais assimetrias e irregularidades estruturais, bem como, melhorar a integridade global da estrutura [14].

As assimetrias mais frequentes neste tipo de construções estão relacionadas com a distribuição de massa e rigidez em altura e em planta. O efeito da acção sísmica pode ser atenuada reduzindo a componente das cargas ao nível dos pisos, por exemplo aligeirando o enchimento dos pisos, substituindo revestimentos pesados, sem grande valor arquitectónico. A uniformização da rigidez é muito importante para evitar modos de torção. Para o efeito, pode justificar-se eliminar ou introduzir, ligar ou desligar, adicionar ou remover, alguns elementos estruturais, como paredes de contraventamento, contrafortes, travamentos, etc.

É de especial importância promover a continuidade entre os elementos resistentes e não-resistentes, de forma a aumentar o grau de hiperestaticidade da estrutura, diminuindo a probabilidade de originar mecanismos que levariam ao colapso da estrutura. Em edifícios antigos, a integridade estrutural implica acções de reforço, nomeadamente ao nível da ligação entre elementos estruturais. A reparação e reforço das condições de ligação entre paredes, e entre paredes e pavimentos, é de primordial importância, já que, da sua eficácia muito depende a resposta conjunta da estrutura, não só para as acções verticais mas, especialmente, para acções horizontais, como induzida pelos sismos [15].

Após a realização do estudo numérico e interpretação dos resultados, interessa determinar possíveis soluções de reforço. Apresentam-se seguidamente possíveis soluções de reforço, que podem fornecer a este tipo de construções melhor comportamento sísmico.

6.1. Rigidez ao nível dos pavimentos de madeira

Uma possível acção para melhoramento do comportamento global da estrutura, poderia passar pela rigidificação ao nível dos pavimentos. Estes são tipicamente constituídos por barrotes de madeira, que funcionam apenas numa direcção.

O primeiro dado a ter em conta é o estado geral dos barrotes de madeira, nomeadamente o seu estado de degradação e ligação às paredes que os suportam e só depois optar por uma situação de reforço, que poderá passar pela colocação de tarugos, dotando os pavimentos de maior rigidez na direcção ortogonal à da disposição dos barrotes, como se pode observar na Figura 21. Esta medida pode ser complementada com "treliças de contraventamento", formadas por barras curtas de madeira, dispostas em diagonal, promovendo uma dissipação das solicitações horizontais mais uniforme (Figura 21). A colocação de chapas metálicas em U para evitar, na medida do possível, o contacto directo da madeira com possíveis humidades instaladas nas paredes retardaria a sua degradação, bem como a ligação dos barrotes às paredes com chapas metálicas em L, ligando-os através de parafusos (Figura 22).

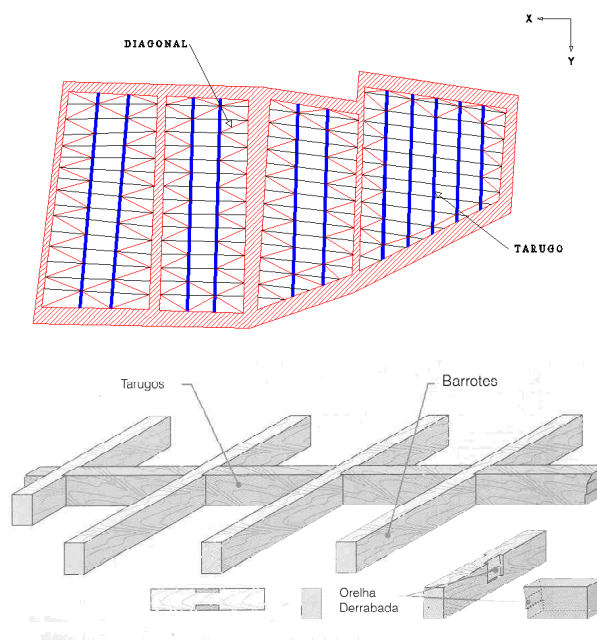


Figura 21 - Rigidificação dos pavimentos.

Outras possíveis soluções para conferir maior rigidez aos pavimentos passaria pela duplicação dos barrotes ou de perfis metálicos, diminuindo assim a distância entre eles e as deformações resultantes, embora seja uma opção mais intrusiva que a anterior, pois seria necessário realizar mais aberturas nas paredes para apoio dos novos barrotes. A distribuição das paredes interiores

no piso devem merecer alguma atenção, recorrendo ao reforço de barroteiros mais solicitados, por estas [15].

Para que os pavimentos possam colaborar com eficácia no comportamento global da estrutura, funcionando como diafragmas rígidos pode ser necessário recorrer a pregagens longas realizadas com barras de aço (como se exemplifica na Figura 22). A realização de pregagens curtas, entre paredes exteriores e pavimentos, destinam-se normalmente a travar as paredes (redução do comprimento de encurvadura), melhorando a ligação entre ambos. As pregagens atravessam as paredes exteriores e são pregadas às vigas do pavimento.

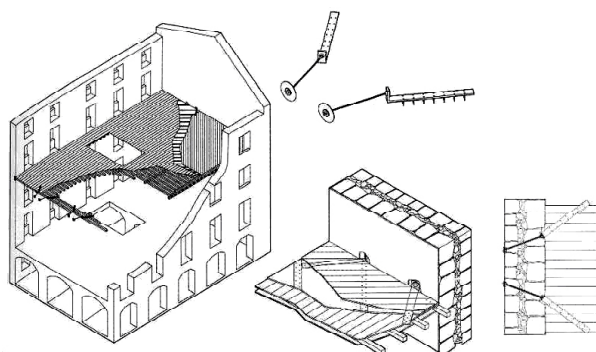


Figura 22 - Pregagens entre paredes exteriores e os pavimentos.

Quando as vigas do pavimento são ortogonais à parede devem usar-se pregagens curtas com amarrações, aproximadamente, de 0,6 a 1,0 m. Quando as vigas estão dispostas paralelamente à parede, as pregagens devem ser mais longas, com amarrações de 1,5 a 2,0 m, e devem fixar-se a, pelo menos, quatro vigas. Uma prática antiga semelhante consistia na colocação de dispositivos metálicos de ancoragem nas extremidades das vigas dos pavimentos. Esta técnica, identificável mesmo em edifícios anteriores ao séc. XVIII, era adoptada, tanto na construção original como em posteriores intervenções de reabilitação estrutural. Desta forma, as próprias vigas de madeira dos pavimentos eram usadas como tirantes para melhorar a ligação entre paredes opostas.

6.2 Ligações atirantadas ao nível dos pavimentos e cobertura

Outra solução que permite aumentar a rigidez dos pavimentos é o atirantamento de paredes opostas, com recurso à colocação de tirantes de aço passivos ao nível dos pisos.

Para os edifícios em estudo, as paredes a reforçar seriam as de maior desenvolvimento em cada direcção (X e Y) (Figura 23), adquirindo um melhor comportamento actuando em conjunto face às acções horizontais. Considera-se necessário a colocação de tirantes que

permitam a ligação das paredes PF4 e PP4, pois de acordo com as deformadas obtidas por meio do cálculo para a direcção Y (ver Figura 20), e dos deslocamentos destas para fora do plano (nomeadamente da parede PF4, de acordo com a Figura 19), estas paredes apresentam valores de deformação que interessa limitar. A solução com tirantes proposta destina-se a contrariar a possibilidade da rotura prematura das paredes por rotação para fora do plano, sob a acção sísmica. Além disso, é melhorado o confinamento dos pavimentos e facilita-se a transferência das forças de inércia que actuam fora do plano das paredes, para as paredes ortogonais de contraventamento, que com elas interagem, melhorando o funcionamento global da estrutura [15].

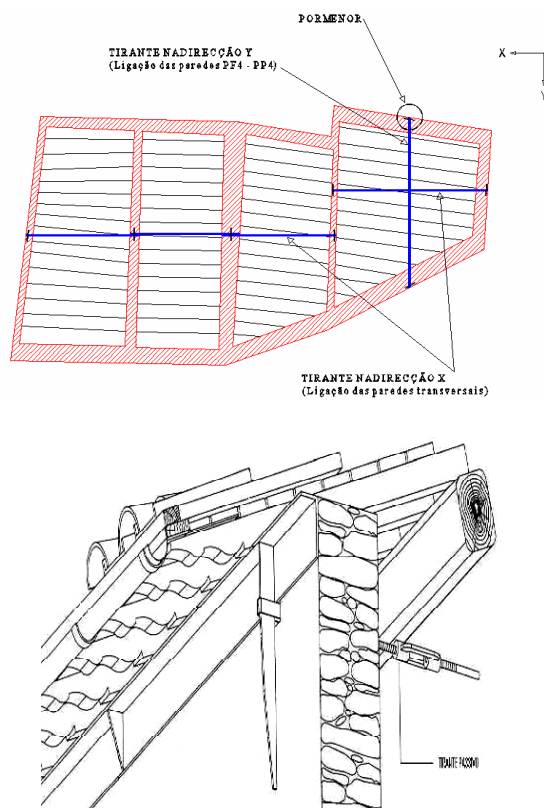


Figura 23 - Colocação de tirantes (barras de aço inoxidável).

6.3 Consolidação das alvenarias

O encamisamento das alvenarias, ou "jacketing" (Figura 24), consiste na aplicação de uma camada fina de betão (5 a 10 cm de espessura) nas faces das alvenarias, reforçado com malha de aços, fixa à parede por intermédio de pregagens transversais ("gatos"), num processo semelhante ao reboco armado.

Trata-se, assim, de um revestimento, de maior espessura que um reboco convencional e com características mecânicas de reforço, sobretudo ao corte, que vão além dos rebocos armados. Do ponto de vista

mecânico, o encamisamento com betão armado, além de melhorar a ligação entre as paredes, conduz a um aumento da rigidez, no plano e fora do plano, da parede original, e da sua resistência à compressão, conferindo-lhes melhor capacidade resistente quando solicitadas por acções sísmicas. O carácter irreversível desta solução torna-a indicada apenas para reforço de alvenarias "pobres", muito irregulares, com mistura de diferentes materiais ou restos de materiais, argamassas muito deterioradas e fraca ligação dos materiais [15].

No entanto, a sua aplicação em paredes de alvenaria de pedra é dificultada pela aplicação das ligações transversais, uma vez que a sua irregularidade morfológica não garante a existência de juntas que atravessem toda a secção. Desta forma, devido à dificuldade em perfurar as pedras, as ligações não são executadas como previsto, mas de forma alternada, o que se traduz numa perda de eficiência. Nestes casos particulares, a combinação com outras técnicas (injecção, refecimento de juntas, ou mesmo sua combinação) deve ser considerada. A sua eficácia depende muito da acção de confinamento induzida pelas novas camadas de betão envolventes sobre a parede original, para o que, as fixações da armadura, ao atravessarem a secção, desempenham um papel muito importante. Se a aplicação só pode fazer-se numa das faces devem ser tomados cuidados especiais na aplicação das pregagens transversais (Figura 24).

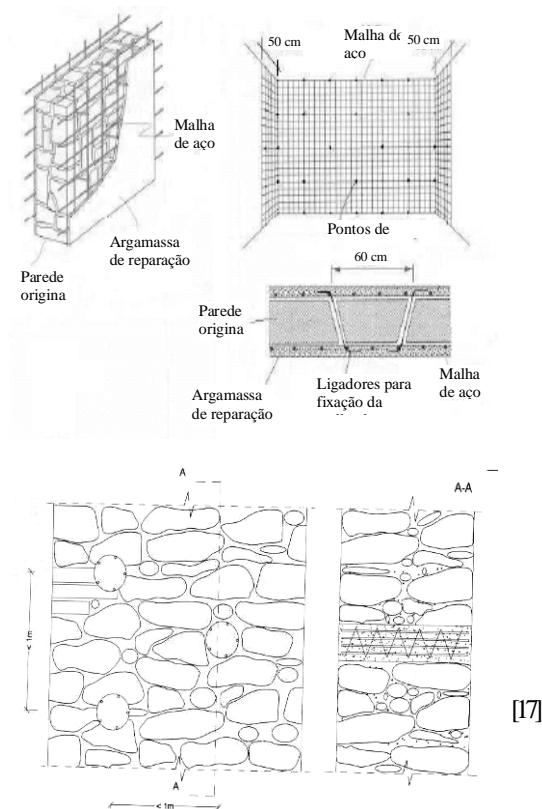
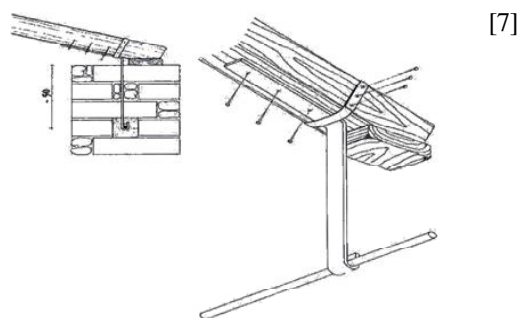


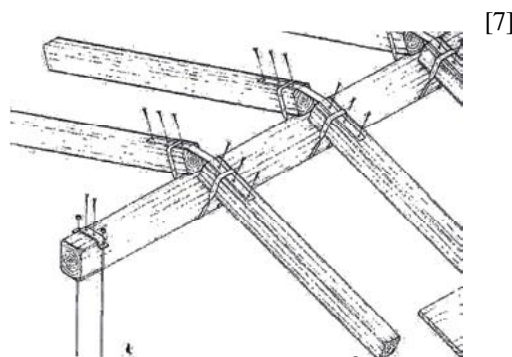
Figura 24 - Encamisamento de paredes ("jacketing").

6.4 Solidarização e cintagem da cobertura

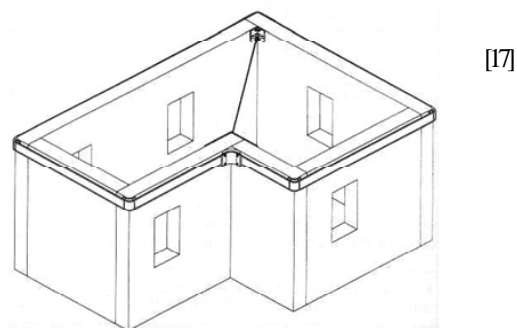
As ligações entre as paredes exteriores e a cobertura desempenham um papel idêntico às ligações entre paredes e pavimentos, no comportamento global da estrutura. Estas ligações faziam-se tradicionalmente através de frechais. Um procedimento razoável de reforço destas ligações é a reconstrução do topo das paredes, inserindo pregagens metálicas que ancoram o frechal e as varas da cobertura (Figura 25). Desta forma a cobertura desempenha, também, a função de manter unidas as paredes que a delimitam. A rigidificação dos planos de cobertura pode ser benéfico para o desempenho desta nova função [7].



Ligação entre a cobertura e estrutura vertical resistente



Reforço de ligação da cumeeira



Cintagem ao nível do apoio da cobertura

Figura 25 - Reforço de ligações entre paredes e cobertura.

Uma técnica, muito comum nas últimas décadas, é a constituição de lintéis de coroamento em betão armado no topo das paredes, que tem dado mostras frequentes de incompatibilidade mecânica com o material existente. A sua maior rigidez e a retracção promovem o aparecimento de movimentos diferenciais que tendem a desligar os materiais em contacto, perdendo-se em parte a eficácia do confinamento. Além disso, é uma solução irreversível. Este inconveniente pode, eventualmente, ultrapassar-se se a cintagem for feita com elementos metálicos adequados (Figura 25).

6.5 Solidarização de paredes e cunhais

Pregagens de costura de paredes permitem melhorar a ligação entre paredes ortogonais exteriores e/ou entre paredes exteriores e paredes ortogonais interiores. São constituídas por tirantes curtos, em aço duro, protegido contra a corrosão. Quando utilizados na ligação entre paredes ortogonais exteriores podem ter maior comprimento ou até atingir o vão de janela ou porta mais próximo [16]. As pregagens mais recentes são constituídas por tubos e varões de aço inoxidável, inseridos em mangas de tecido de algodão, que facilitam a sua adaptação às irregularidades da furação e à heterogeneidade dos componentes das alvenarias, evitando, especialmente em paredes de grande espessura, fugas da calda de injeção, com consequentes penalizações económicas (Figura 26).

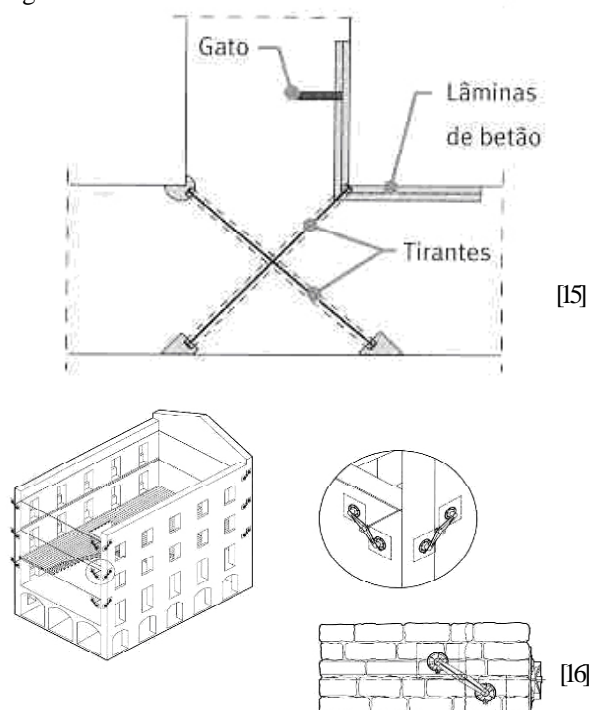


Figura 26 - Melhoria de ligações entre paredes com pregagens cruzadas.

7 Considerações finais

A intervenção da engenharia de estruturas na avaliação da segurança e projecto de soluções de reforço para edifícios históricos deve iniciar-se com um levantamento cuidadoso dos procedimentos construtivos utilizados, e deve ser realizada uma inspecção para a avaliação correcta das características dos materiais, levantamento dos danos existentes, assim como interpretar particularidades no funcionamento estrutural. Deve também ser feita uma monitorização contínua do comportamento estrutural, para que após o cálculo e dimensionamento das soluções de reforço propostas para a estrutura, possam ser corrigidas eventuais deficiências e restabelecer condições adequadas para o seu funcionamento.

Na verificação sísmica de estruturas históricas deve ser dada adequada importância ao controlo dos danos nos elementos estruturais, no entanto não devem ser esquecidos os elementos não-estruturais, que revelem ser importantes na caracterização arquitectónica deste tipo de construção.

A concepção, a selecção dos materiais e o cumprimento das boas regras de construção destas estruturas reflectem-se, de forma clara, na durabilidade, no comportamento mecânico, e consequentemente, no actual estado de conservação das estruturas antigas. Algumas das actuais preocupações da comunidade técnica ligada à preservação das estruturas em alvenaria antiga são:

- i) Avaliar o seu estado de segurança tendo em vista a eventual adopção de medidas correctivas e preventivas;
- ii) Reabilitação numa perspectiva de adaptação, considerando a evolução das exigências funcionais e de segurança, bem como da regulamentação actual, sem adulterar as características históricas e culturais e originais;
- iii) Elaboração de um conjunto de regras que orientem as acções de intervenção e manutenção ("Guias de Manutenção e Intervenção").

Os edifícios estudados são representativos da tipologia construtiva da zona da Baixa de Coimbra, nomeadamente no que diz respeito a: *i)* construção em banda; *ii)* pavimentos assentes sobre barrotes com funcionamento unidireccional; *iii)* características dos materiais constituintes (pedra calcária e madeira); e, *iv)* espessura das paredes variável em altura. Com recurso a um programa de cálculo automático foram estudadas características particulares deste tipo de estruturas, o que permitiu compreender os seus efeitos no comportamento estrutural, tais como: *i)* a influência das

aberturas nas fachadas e do posicionamento relativo entre as mesmas (efeito de arco); *ii*) a orientação das fendas de tracção, por influência dos blocos de pedra sob as aberturas; e, *iii*) a influência dos barrotes no comportamento estrutural, face às acções horizontais.

8 Referências bibliográficas

- [1] Vicente R.S.; Silva, J.A.R.; Varum, H. - "*Strategies for building pathology reports in a urban rehabilitation process*" - 10DBMC International Conference on Durability of Building Materials and Components, Lyon, France, 17th-20th April 2005.
- [2] CEN, "Eurocode 6, Part 1-1 - *General rules for buildings - Rules for reinforced and unreinforced masonry*"; 1996.
- [3] CEN, "Eurocode 8, Part 1-1 - *General rules - Seismic actions and rules for buildings*"; 2003.
- [4] Sandi, H. - "*Vulnerability and risk analysis for individual structures and systems*", Report of the Working Group of the European Association for Earthquake Engineering. Proceedings of the 8th ECEE, Vol. 7, Topic 2, pp. 11-69, Lisbon, Portugal, 1986.
- [5] Vicente R.S.; Varum, H.; Silva, J.A.R. - "*Seismic vulnerability assessment of buildings in the old city centre of Coimbra*" - International Conference 250th Anniversary of the 1755 Lisbon Earthquake, 1-4 November 2005.
- [6] Roque, João Carlos A. - "*Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria*", Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2002.
- [7] Giuffrè, A., Editore Laterza & Figli Spa - "*Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia*", Rome-Bari, Italy, 2000.
- [8] Bonshor, R.B.; Bonshor, L.L. - "*Cracking in Buildings*", British Research Establishment.
- [9] Robot Millennium 17.5, Programa de Elementos Finitos, RoboBAT, 2003.
- [10] RSA - "*Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes*" Dec.-Lei n.º 235/83, 31 de Maio, Porto Editora, 1984.
- [11] Farinha, J.S.B.; Reis, A.C. - "*Tabelas técnicas*", Edições Técnicas E.T.L., 1998.
- [12] Pagaimo, F.A.L. - "*Caracterização morfológica e mecânica de alvenarias antigas. Caso de estudo da vila histórica de Tentúgal*" - Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Portugal, 2004.
- [13] Varum, H.; Rodrigues, H. - "*Avaliação do comportamento estrutural da torre medieval de Vilharigues - Vouzela*" - Congreso de Métodos Numéricos en Ingeniería 2005, Paper nº 382, Granada, Espanha, 4-7 de Julho de 2005.
- [14] Santos, S. Pompeu - "*A reabilitação sísmica do património construído*." 6º Congreso Nacional de Sismología e Engenharia Sísmica, Sísmica 2004. Universidade do Minho, Guimarães, 2004.
- [15] Appleton, J. - "*Reabilitação de edifícios antigos. Patologias e tecnologias de intervenção*". Edições Orion, Amadora, 2003.
- [16] Silva, V.C. - "*Patologia estrutural dos edifícios pombalinos*", Revista Monumentos, nº 21, Direcção-Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais, Portugal, Setembro, 2004.
- [17] Gurrieri F. - "*Manuale per la riabilitazione e la ricostruzione postsismica degli edifici, Regione dell'Umbria*", Tipografia del Genio Civile, Via Nomentana, Roma, 1999.